連層耐震壁構面を有する6階建RC建物の地震時挙動に関する実験的研究

—柱と耐震壁が負担する軸力変動分の分担率について—

AN EXPERIMENTAL STUDY ON 6-STORY R/C STRUCTURE
WITH MULTI-STORY SHEAR WALL

—Varied axial force borne by the columns and wall—

楠 浩一^{*1}, 向井智久^{*2}, 勅使川原 正臣^{*3}福山 洋^{*4}, 加藤博人^{*5}, 斎藤大樹^{*6}*Koichi KUSUNOKI, Tomohisa MUKAI, Masaomi TESHIGAWARA,
Hiroshi FUKUYAMA, Hiroto KATO and Taiki SAITO*

In order to study what amount of lateral force and varied axial force are carried by the wall frame in reinforced concrete buildings with multi-story shear wall and how the rigidity at the bottom of the wall frame affect the amount of them, a pseudo-dynamic test with 2-span-1-bay-6-story reinforced concrete structure with a multi-story shear wall was conducted with the parameter of the rigidity at the bottom of the wall frame. In this paper, the test results were discussed with the numerically calculated strengths in terms of the varied axial force borne by the wall frame. They were found that both column in open frame and side column of shear wall bear varied compression force proportional to their geometrically supporting area. The varied tensile force borne by the side column of shear wall was determined by the flexural strength of transverse ground beams for the rocking specimen, and by the tensile yielding strength of the side column of the shear wall for the rigid specimen. The remaining varied tensile force was borne by the open frames.

Keywords : *Multi-story Shear Wall, Restoring Shear Force, Varied Axial Force,
Seismic Design Method, Pseudo-dynamic test*

連層耐震壁、負担せん断力、変動軸力、耐震設計法、仮動の実験

1. はじめに

鉄筋コンクリート造（以下、RC造）建物に一部連層耐震壁を有する構面（以降、耐震壁構面と呼ぶ）が存在する場合、その構面の剛性および耐力は一般的に耐震壁を有しない構面（以降、剛節架構と呼ぶ）に比べて大きくなる。その為、水平力および転倒モーメントにより生じる変動軸力の、各構面での負担割合は連層耐震壁構面と剛節架構で大きく異なると考えられる。

一部連層耐震壁を有する構造物の設計方法としては、真田らは文献1)において、文献2)で提案された耐震壁モデルを用いて1/3スケールの一部耐震壁付ピロティ建物の解析を実施し、1階耐震壁の負担せん断力および変形モードを検討している。その結果、変形モードは耐震壁構面の影響で曲げが卓越し、壁脚の曲げ降伏と圧縮ピロティ柱の曲げ降伏、引張柱の引張降伏によりメカニズムを形成するが、メカニズム形成後、耐震壁のせん断剛性が低下するとともに1階のせん断変形が卓越するモードへ移行すること、1階の耐震壁は1階に作用するせん断力の大部分を負担することを明らかにした。

また、壁谷澤、倉本、真田等は文献3)～7)において、1階が柱

と壁により構成される鉄筋コンクリート造ピロティ建物を対象に、その合理的な耐震設計法を確立することを目的として、振動台による動の実験を行っている。試験体は、1×6スパン6層の1/3縮小立体フレームモデルである。その結果、外力分布は入力地震動、入力レベルに拠らず概ね矩形分布となること、1階耐震壁にせん断ひび割れが発生するまでは1階の水平力の90%程度を連層耐震壁が負担していること、引張側柱は引張降伏するため、せん断力をほとんど負担しないこと、圧縮側柱の反曲点はほぼ中央であったことを報告している。

しかし、この種の構造物の耐震壁構面は、壁脚部分の固定度、つまり地盤面の鉛直剛性および直交基礎梁の剛性に依りてロッキングを生じる。連層耐震壁構面全体の曲げ剛性はこれら地盤面の鉛直剛性および直交基礎梁の剛性の影響を大きく受けることが考えられる。その為、連層耐震壁を有する鉄筋コンクリート構造物に対して、より合理的な耐震設計法を確立するためには、耐震壁構面と剛節架構の水平力および軸力負担割合および耐震壁脚の固定度が建物全体に与える影響を検討することが不可避である。しかし、実験的にこれ

^{*1} 独立行政法人建築研究所構造研究グループ
主任研究員・博士(工学)

^{*2} 独立行政法人建築研究所構造研究グループ
研究員・博士(工学)

^{*3} 国立大学法人名古屋大学大学院環境学研究科 教授・工博

^{*4} 独立行政法人建築研究所構造研究グループ
上席研究員・工博

^{*5} 独立行政法人建築研究所構造研究グループ 主任研究員

^{*6} 独立行政法人建築研究所国際地震工学センター
上席研究員・工博

Senior Researcher, Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute, Dr. Eng.

Researcher, Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute, Dr. Eng.

Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University, Dr. Eng.

Chief Researcher, Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute, Dr. Eng.

Senior Researcher, Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute
Chief Researcher, IISEE, Building Research Institute, Dr. Eng.

らを検討するためには、比較的大規模な立体架構試験体を要するため、その検討例は殆ど無い。例えば、文献(8)～(13)では、鉄筋コンクリート造実大7層建物実験結果が報告されているが、試験体は基礎固定である。

そこで、筆者らは文献(14)に示すように中央構面に連層耐震壁を有する2×1スパン6層鉄筋コンクリート造試験体(縮尺1/3)の、耐震壁構面脚部の固定度をパラメータとした仮動的実験を実施した。本論文ではこれら実験結果を用いて、耐震壁構面脚部を固定した場合、および固定しない場合について、地震時の耐震壁構面と剛節架構での軸力の負担割合を明らかにすることを目的とする。

2. 実験の概要

試験体形状を図1に示す。試験体は加力方向1スパン(1.8m)、加力直交方向2スパン(2.0m)のRC造6階建てで、連層耐震壁は偏心を防ぐために中央(X2通り)に配置されている。試験体の縮尺は1/3で、付加重量として各階61.5kNの錘を載せた。各階重量は屋上階が87.9kN、2～6階が91.8kN、基礎部が26.8kNである。

X1、およびX3構面の基礎部はRC台を介して反力床に固定したが、X2構面は基礎部とRC台の間にゴムシート($t=50\text{mm}$, $K_v=423\text{kN/mm}$)を挟み、壁脚が回転できるようにした(図1(d)参照)。一方、水平方向の移動は、鋼製治具を設置して拘束した。X2基礎部分の重量は11.4kNである。基礎固定の場合は、この基礎部とRC台をPC鋼棒で緊結することにより固定状態を実現した。実験ではまず、X2基礎部を固定せずに基礎回転試験体として加力を行い、その後X2基礎部を固定して基礎固定試験体として加力を行った。

加力立面図を図1(b)に示す。各階に1台ずつアクチュエータを取り付け、加力治具を介して床上に設置した鋼製錘に接続し、試験体に水平力を加えた。試験体のねじれを防止するため、屋上階のみ2台のアクチュエータを配置した。

実験では、各階重量を各床位置に集中させた6質点系せん断形振動モデルに縮約し、仮動的実験を実施することを試みた。数値積分にはOS法¹⁵⁾を用い、粘性減衰は初期剛性比例型で、試験体の弾性1次固有周期に対して2%と仮定した。

仮動的実験に先立って、試験体の柔性マトリクスを計測するために、各階のアクチュエータでそれぞれ順番に極小さな荷重を加力し、その他のアクチュエータは荷重0で制御する加力(以下、単点加力)を実施した。その結果、各層の水平剛性が約1,470kN/mmと非常に高く、アクチュエータの制御精度(0.01mm)に対して荷重変動が大きく、数値積分が発散する可能性が高いことが判明した。そのため、試験体の自由度を更に縮約し、2質点系として実験を行うことにした¹⁴⁾。集中質点は4階床および屋上階床とし、それぞれの質点の重量は6質点系として実施した単点加力から得られた1次モードと2質点系での1次モードが一致するように設定した。1次モードにおける6質点系に対する2質点系のベースシアアおよび1階転倒モーメントの比率は、基礎回転で0.96および0.995、基礎固定で0.97および0.98とほぼ6質点系と一致している。仮動的実験では、屋上階2台(図1(b)中A)および4階1台(図1(b)中B)のアクチュエータを加力に用いた。

入力地震動は、宮城県沖地震(1978年)の東北大学での観測波(以下、東北大)、El Centro NS波(1940年)および兵庫県南部地震(1995

年)の神戸海洋気象台波(以下、JMA Kobe)および鷹取波(以下、Takatori)を、それぞれ実大相当で最大速度0.25～2.50 m/secに基準化して入力した。入力地震動の継続時間は、主要動を含む約7秒程度である。またTakatori入力でも試験体が最終破壊に至らなかったため、震度分布を屋上階:4階=1.5:1.0(Takatori入力時の最大応答時点での震度分布)とした静的加力を行い、最終破壊に達するまで加力を行った。加力履歴を表1にまとめて示す。

計測システムを以下に示す¹⁴⁾。アクチュエータの荷重、並びに各層水平変形、層間変形、梁・柱の変形、基礎部の滑りおよび回転等を計72本の変位計で測定した。柱・梁主筋、せん断補強筋、壁筋等のひずみは、計275枚のゲージを貼付して計測した。また、1・3・5層の各柱中央部にロードセルを配置し、各柱の負担軸力およびせん断力を直接計測している(図1(a)参照)。

図1 試験体形状・加力概要

3. 仮想仕事法を用いた試験体の耐力

加力装置の都合上、試験体強度を出来るだけ低くするために、梁の強度は無限均等スパンと仮定した支配面積に対して梁の長期設計を

行い、梁降伏形機構を形成するように柱の設計を行った。その結果、梁上下端主筋は 3-D10、柱主筋は 12-D13 となった。コンクリートの設計基準強度は 30N/mm²、使用鉄筋は SD295 である。柱、梁および耐震壁の断面配筋図を表 2 にまとめて示す。

材料強度に設計強度を用いた場合と材料試験結果による実強度を用いた場合の、梁の降伏モーメント計算値を表 3 に、柱および耐震壁の降伏モーメントを表 4 に示す。これらの値を用いて、試験体の保有水平耐力を仮想仕事法により算出した。仮想仕事法で考慮した崩壊形は、図 2 に示すように、基礎回転では、剛節架構は全梁端および柱脚の曲げ降伏（同図(a)）、耐震壁構面は浮き上がり時の自重による曲げ戻し効果（同図(c)）、および引張側の直交梁の押さえ効果（同図(d)）を考慮した。直交梁の押さえ効果としては、直交梁により耐震壁引張側柱を押さえつける力に加力方向スパン長さを掛け合わせたモーメントを仮想仕事法で考慮した。基礎固定では、浮き上がり時の自重による曲げ戻し効果の代わりに壁脚での曲げ降伏（同図(b)）を考慮した。また、外力分布としては、逆三角形分布および等分布を採用した。梁の曲げ耐力に寄与するスラブの有効幅は、降伏機構形成時としては学会規準¹⁰⁾を参考に 0.1ℓ (ℓ : スパン長さ)、大変形時としてはスラブ全幅とし、有効幅内のスラブ上端筋を考慮した。算出された保有水平耐力およびベースシア係数を表 5 に示す。

また、保有水平耐力時に剛節架構の圧縮側および引張側柱が負担する変動軸力計算値（1 本分）を表 6 に示す。ここで、①直交梁の押さえ効果により生じる引張力は全て、X1 および X3 構面に均等に流れる、②直交梁の押さえ効果の反力となる圧縮力は、X1・X2・X3 構面にその支配面積に応じて流れる（図 6 参照）、と仮定した。表 6 から、圧縮側では基礎回転で 60%(56%)、基礎固定で 40%(34%)、引張側では

表 1 加力履歴

実験日	入力波	実大相当速度(m/sec)
基礎回転		
8/29	単点加力	
9/19	東北大	0.25
9/20	El Centro	0.37
9/22	JMA Kobe	0.50
9/23	JMA kobe	0.75
基礎固定		
9/27	単点加力	
9/29	JMA Kobe	0.50
9/30	JMA Kobe*	0.75
10/9	JMA Kobe	0.75
10/10	Takatori	2.50
10/10	静的加力	

*加力装置の不具合のため途中で中止

表 2 断面配筋図

部材	柱	基礎梁	直交基礎梁
断面			
主筋	12-D13	上端 4-D10 下端 4-D10 腹筋 6-D6	上端 6-D10 下端 6-D10 腹筋 6-D6
補強筋	D6@60 中子筋 D6@120	D6@100 巾止筋 D6@300	D6@50 巾止筋 D6@300
部材	梁	直交梁	スラブ
断面			
主筋	上端 3-D10 下端 3-D10	上端 3-D10 下端 3-D10	上端 D6@100 下端 D6@200 X・Y 方向とも
補強筋	D6@60	D6@60	
部材	耐震壁		
断面			
配筋	縦筋 D6@100(千鳥格子) 横筋 D6@100(千鳥格子)		

表 3 梁の降伏モーメント (kN・m) 設計強度/実強度

	有効幅	梁	直交梁	基礎梁	直交基礎梁
上端	0.1ℓ	17.0/20.3	16.2/19.4	32.3/38.7	47.2/56.5
	全幅	32.7/39.1	29.3/35.0	32.3/38.7	47.2/56.5
下端		12.3/14.8	13.0/15.6	31.4/37.5	48.3/57.9

注：基礎梁にはスラブはない

表 4 柱と耐震壁の降伏モーメント (kN・m) 設計強度/実強度

	柱		耐震壁
	X1・X3 構面	X2 構面	
降伏モーメント	35.9/40.9	41.9/47.2	1071.1/1233.1

表 5 試験体の保有水平耐力（上段：kN、下段：ベースシア係数）

	設計強度/実強度			
	基礎回転		基礎固定	
有効幅	0.1ℓ	全幅	0.1ℓ	全幅
外力	340.5/383.0	424.0/483.0	493.7/565.4	583.7/673.1
逆三	0.59/0.67	0.74/0.84	0.90/1.03	1.07/1.23
角形				
分布	419.4/471.8	522.4/595.1	611.4/700.3	722.9/833.7
等分				
布	0.73/0.82	0.91/1.04	1.12/1.28	1.32/1.52

表 6 保有水平耐力時に作用する剛節架構柱 1 本分のの変動軸力

	基礎回転		基礎固定	
有効幅	0.1ℓ	全幅	0.1ℓ	全幅
圧縮側	219.4/0.23	313.1/0.26	219.4/0.17	313.1/0.20
引張側	315.6/0.33	434.7/0.37	315.6/0.24	434.7/0.28

基礎回転で 74%(66%)、基礎固定で 56%(48%)の変動軸力を剛節架構が負担することとなる。なお、数値はスラブ筋全幅有効とした場合であり、括弧内の数値は 0.1*l* を有効幅とした場合である。

図2 仮想仕事法で考慮した崩壊形

4. 軸力の負担割合

4.1 負担軸力および水平力の算出法

図1に示すように、1・3・5層の4本の柱の階高中央部に分力計を挿入し、各柱に作用する加力方向および鉛直方向の力を計測した。分力計の鉛直方向については、無付加状態で計測し、その値を初期値とした。分力計の水平方向および変位計については、基礎回転・基礎固定ともに単点加力後に計測を実施し、その値を初期値と

図3 基礎回転時の代表変位—ベースシア—関係包絡線

図4 基礎固定時の代表変位—ベースシア—関係包絡線

した。また、基礎固定時では、1回目の JMA Kobe75 入力時に加力装置に不具合が発生し、一部計測器を設置し直したため、2回目の JMA Kobe75 入力時に初期値を計測した。

各層に作用した水平力 Q_{1-6} は、4階床および屋上床のアクチュエータの計測荷重 F_4 および F_R を用いて、式1のように計算できる。

$$\begin{cases} Q_{1-3} = F_4 + F_R \\ Q_{4-6} = F_R \end{cases} \quad \text{式1}$$

1・3・5層の耐震壁が負担する水平力は、式1で計算した各層の水平力から、分力計で計測された柱の負担する水平力を引いたものとした。

各層の高さ中央面に作用する転倒モーメント M_{1-6} は、各層高さ中央面から屋上床のアクチュエータまでの高さ h_{1-610R} および 1～3層の高さ中央面から4階床のアクチュエータまでの高さ h_{1-3104} を用いて、式2により計算した。

$$\begin{cases} M_{1-3} = h_{1-3104} \cdot F_4 + h_{1-310R} \cdot F_R \\ M_{4-6} = h_{4-610R} \cdot F_R \end{cases} \quad \text{式2}$$

転倒モーメント M により各層に作用する変動軸力 ΔN は、各層の転倒モーメント M を加力方向スパン長さ (1,800mm) で除した値とした。また、1・3・5階の剛節架構各柱が負担している変動軸力 $\Delta N_{柱}$ は、分力計により計測した軸力から長期軸力 (基礎固定時の東北大入力の初期値) を引いた値とした。柱の半曲点高さは階高の半分と仮定し、耐震壁の負担する変動軸力は、 ΔN から圧縮・引張側の2本の柱の $\Delta N_{柱}$ を引いた値とした。すなわち、本論文でいう「変動軸力」とは、初期軸力に軸力の変動分を足したのではなく、軸力の変動分を指すことに注意されたい。

柱と耐震壁の水平力および軸力分担の検討は、文献17)に示された方法により算出した代表変位—ベースシア—関係の包絡線上の各計測点により行う。即ち、式1および式3により算出したベースシア Q_1 —代表変位 Δ 関係で、各計測ステップまでの変位最大および最小点を結んだ曲線を用いる。本曲線は、計測された建物の応答値が唯一の振動モードを示していると仮定して建物全体の挙動を1自由度系に縮約したものであり、曲線上の各点と原点を結んだ線の傾きは建物の等価周期の関数となる。つまり、本曲線は建物の損傷程度を1自由度系に縮約して示しているといえる。

$$\Delta = \frac{\sum m_i \cdot u_i}{\sum m_i} \quad \text{式3}$$

ここで、 m_i は各層の質量、 $\{u_i\}$ は各層の基礎に対する相対応答変形量である。また、初期値を計測したタイミングからも、基礎回転では、全ての地震波は連続して試験体に入力された事となる。基礎固定では、2回目の JMA Kobe 75 以降を連続して入力されたとして、検討に用いた。

基礎回転および基礎固定時の、ベースシア—代表変位—関係包絡線を図3および図4に示す。図中には、逆三角形外力分布および等分布外力時に、梁の有効幅を 0.1*l* および全幅とした時の材料の実強度に基づく保有水平耐力計算値 (3節参照) を併せて示している。基礎回転時では JMA Kobe 50 で逆三角形分布での有効幅 0.1*l* での計算耐力に達し、JMA Kobe75 では等分布での有効幅 0.1*l* 時の保有

水平耐力に達していることが分かる。歪ゲージからは、JMA Kobe 50 で2～4階梁端、引張側直交梁端および1階柱脚の曲げ降伏が、JMA Kobe75 では全梁端の降伏が確認され、試験体は全体曲げ崩壊形を示した¹⁸⁾。また、基礎固定時では Takatori 入力時に有効幅0.1*l*での計算耐力に達していると考えられるが、外力分布は等分布と逆三角形分布の中間にある。歪ゲージからは、Takatori 入力時に全梁端、引張側直交梁端、1階柱脚および1階壁脚の曲げ降伏が確認され、試験体は全体曲げ崩壊形を示した¹⁸⁾。

4.2 耐震壁と柱の軸力の負担割合

まずは基礎回転試験体に対して、剛節架構1階の圧縮柱と引張柱の変動軸力負担率、1階剛節架構柱と耐震壁柱の変動軸力負担、および1・3・5階での1階剛節架構柱と耐震壁柱の変動軸力負担について検討する。図5に基礎回転時の1層剛節架構柱の変動軸力負

図5 剛節架構柱の変動軸力負担率（基礎回転時）

図6 各柱と支配面積の割合

図7 1層柱および耐震壁構面の負担変動軸力（基礎回転時）

担率を示す。変動軸力負担率は、全転倒モーメントにより生じる変動軸力に対して、剛節架構の圧縮・引張側の2本の柱（図6中のAおよびB）の負担している変動軸力の割合を示す。それぞれの支配面積（図6参照）の割合は、 $(1/8) \cdot 2 / (1/8 + 1/4 + 1/8) = 1/2$ より0.5となる。また正側加力時は、Y1構面が圧縮、Y2構面が引張となる。図5中には、表6に示した、有効幅0.1*l*での仮想仕事法から計算した軸力の剛節架構負担率および、支配面積に応じた負担率（0.5）をあわせて示している。図から代表変位がゼロ付近では、柱は支配面積を負担していることが分かる。圧縮側は、その後も負担率は0.5ではほぼ一定である。これは、剛節架構の圧縮力の一部が壁構面へスラブを介して流れ、圧縮側は支配面積に応じた圧縮力を負担する傾向が強いことを示している。一方、引張側は、代表変位が±10mm程度まで柱の負担率が上昇し、その後、0.65～0.70程度の負担率で一定となった。図3に示した、逆三角形分布での有効幅0.1*l*での保有水平耐力に試験体が達した時の変位は、図5で剛節架構の引張力負担率が有効幅0.1*l*での計算値に達する変位（図中○印）とほぼ一致しており、試験体の保有水平耐力時外力分布は逆三角形分布に近かったこと、および引張側の変動軸力負担率は仮想仕事法でほぼ推定できたことが分かる。

図7に基礎回転時の耐震壁および剛節架構柱が負担した圧縮・引張変動軸力を示す。図中には、有効幅0.1*l*での全変動軸力計算値および剛節架構柱が負担する変動軸力計算値を合わせて示している。圧縮側では、図5に示したとおり、耐震壁および柱はほぼ等しい圧縮変動軸力を負担している。一方、引張側の耐震壁の負担変動軸力は、引張側壁脚部での直交基礎ばりを介して地面に流れる軸力分と考えられる。直交基礎梁の曲げ強度は、上端引張時56.5kN・m、下端引張時57.9kN・mであり、内法長さL=1.35mより曲げ降伏時せん断力はQ=84.7kNとなる。基礎梁曲げ降伏時には、基礎ばり2本分で169.4kNの軸方向力を直接地盤（基礎）に伝えることが出来る。耐震壁側柱の長期軸力計算値が149.1kNであるため、耐震壁構面引張側では318.5kNの引張変動軸力を負担できる計算となる。図7には、直交基礎ばり降伏時の負担変動軸力(318.5kN)を併せて示している。耐震壁構面の負担引張変動軸力は、ほぼ直交基礎ばりの計算耐力で頭打ちとなっていることが分かる。また、引張側は、図4に示したように試験体のベースシアアーが逆三角形分布で有効幅0.1*l*での保有水平耐力に達した変位で、ほぼ引張全変動軸力および柱の負担変動

図8 各層柱および耐震壁構面の負担変動軸力（基礎回転時）

軸力はほぼ計算値に達している（図中○印）ことが分かる。

図8に各層での柱および耐震壁構面の負担変動軸力を示す。圧縮側では、柱構面と耐震壁構面の負担している変動軸力はほぼ等しく、ほぼ支配面積分を負担していると考えられる。一方、引張側は3層、5層ともに耐震壁構面は殆ど引張変動軸力を負担しておらず、ほぼ全てを柱構面が負担している。また、図中には各層の保有水平耐力時に剛節架構の圧縮側および引張側柱が負担する変動軸力計算値（有効幅0.1*l*）を合わせて示している。ここで、①直交梁の押さえ効果により生じる引張力は全て、X1およびX3構面に均等に流れる、②直交梁の押さえ効果の反力となる圧縮力は、X1・X2・X3構面にその支配面積に応じて流れる（図6参照）、と仮定した。正・負側ともにほぼ20mmの変形で計算変動軸力に達しているが、3・5階の圧縮側は、計算変動軸力よりも計測値は低く、圧縮側の壁構面負担分が②の仮定よりも若干大きかったと考えられる。なお、5階の耐震壁構面の負担変動軸力は、代表変位が10mmを越えるあたりから両方向とも圧縮側にシフトしている。この点に関しては、今後の検討を要する。

次に基礎固定試験体に対して、同じく剛節架構1階の圧縮柱と引張柱の変動軸力負担率、1階剛節架構柱と耐震壁柱の変動軸力負担、および1・3・5階での1階剛節架構柱と耐震壁柱の変動軸力負担について検討する。図9に基礎固定時の柱の変動軸力負担率を示す。図中には、表6に示した、有効幅全幅および0.1*l*での仮想仕事法から計算した軸力の剛節架構負担率および、支配面積に応じた負担率

図9 柱の変動軸力負担率（基礎固定時）

図10 1層柱および耐震壁構面の負担変動軸力（基礎固定時）

(0.5) をあわせて示している。試験体は基礎回転時の加力後に基礎を固定して加力したため、図から試験体には少し負側に残留変形が残っていたことが見受けられ、原点付近では負担率が若干ばらついている。しかし、±50mmを超える大変形時には、ほぼ負担率は一定となり、圧縮側の柱で40～50%、引張側の柱で60～70%の軸力を負担している。平均的には、圧縮側・引張側とも全幅有効時の負担率にほぼ一致している。

図10に基礎固定時の耐震壁および柱構面が負担した圧縮・引張変動軸力を示す。図中には、有効幅0.1*l*および全幅での全変動軸力計算値および柱構面が負担する変動軸力計算値を合わせて示している。圧縮・引張側ともに、柱構面の負担する変動軸力が有効幅0.1*l*での計算値に達する変位（図中○印）は、図4で剛性が急激に低下する点（図中○印）とほぼ一致しており、有効幅0.1*l*を用いた仮想仕事法で剛性が急激に低下する点での変動軸力を推定できることが分かる。また、剛性低下後の大変形領域では、全変動軸力および柱構面の負担変動軸力は、有効幅を全幅有効として計算した値にほぼ一致していることが分かる。

また、耐震壁構面側柱の全主筋断面積 A_g は 1524mm^2 であり、主筋の降伏強度 σ_y は 353.0N/mm^2 であった。また、側柱に作用する長期軸力 N は 149.1kN と計算されるため、耐震壁構面側柱の全主筋引張降伏時の変動引張軸力は、 687.1kN と計算される。図から、耐震壁構面の引張変動軸力はほぼ、計算された全主筋降伏時引張軸力で一定となっていることが分かる。

図11に基礎固定時の各層での剛節架構柱および耐震壁構面の負担変動軸力を示す。3・5層では、1層耐震壁脚部の曲げ降伏後は、圧縮・引張側ともに負担変動軸力はほぼ一定となっている。最終的には5層は殆ど変動軸力を負担していないことが分かる。柱の主筋量は、耐震壁側柱と同じく 1524mm^2 であり、主筋の降伏強度 σ_y も同じく 353.0N/mm^2 である。また、引張側柱2本に作用する長期軸力 N は 137.8kN と計算されるため、2本の柱の全主筋引張降伏時の引張変動軸力は、 1213.7kN と計算される。図中にこの引張変動軸力を併せて示しているが、何れの柱も全主筋引張降伏に至っていないことが分かる。

また、図中には各層の保有水平耐力時に剛節架構の圧縮側および引張側柱が負担する変動軸力計算値（全幅有効）を合わせて示している。ここで、①直交梁の押さえ効果により生じる引張力は全て、X1

図11 各層柱および耐震壁構面の負担変動軸力（基礎固定時）

および X3 構面に均等に流れる、②直交梁の押さえ効果の反力となる圧縮力は、X1・X2・X3 構面にその支配面積に応じて流れる（図 6 参照）、と仮定した。正・負側で若干計測変動軸力が異なるが、おおよそ計算値は計測値の最大値と一致していると言える。しかし、正側大変形時では計測値は計算値を上回っている。

5. まとめ

鉄筋コンクリート造建物に一部連層耐震壁を有する構面が存在する場合の、耐震壁構面と剛節架構の負担する変動軸力を検討するため、全体崩壊形を示す鉄筋コンクリート造 2×1 スパン 6 層の一部連層耐震壁付き試験体を製作し、壁脚部の固定度をパラメータとした仮動的地震応答実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

- ① 基礎回転時には、剛節架構および耐震壁構面の柱は、圧縮側の変動軸力としてそれぞれの支配面積分を負担した。
- ② 保有水平耐力時の基礎回転時の引張側および基礎固定時の圧縮・引張側変動軸力は、曲げに寄与するスラブの有効幅をスパン長さの 1 割とした仮想仕事法により推定することが出来た。
- ③ 耐震壁構面の引張側の変動軸力は、基礎回転時には直交基礎梁曲げ降伏時変動軸力分、基礎固定時には耐震壁側柱全主筋引張降伏時変動軸力分を上限として負担する。それ以上の変動軸力は、スラブと直交梁を介して剛節架構が負担する。
- ④ 上層部の変動軸力に関しても、①直交梁の押さえ効果により生じる引張力は全て、剛節架構に均等に流れる、②直交梁の押さえ効果の反力となる圧縮力は、各構面にその支配面積に応じて流れる、と仮定することにより比較的精度よく算出できた。
- ⑤ 基礎固定時の崩壊に至る大変形時の変動軸力は、曲げに寄与するスラブの有効幅をスパン長さ全幅とした仮想仕事法により推定することが出来た。なお、基礎回転時には大変形に至るまで加力を行っていない。
- ⑥ 剛節架構内の引張柱の全主筋引張降伏は確認されなかった。

今後は、柱と耐震壁の水平力負担について検討する予定である。

謝辞

本論文で用いた中央構面に連層耐震壁を有する 2×1 スパン 6 層鉄筋コンクリート造試験体の仮動的実験は、文部科学省防災科学技術研究所の「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」の補助を得て実施された。関係諸氏に感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 真田靖士ほか 2 名：柱と壁が混在する鉄筋コンクリート造ビロティ建物のフレーム解析，日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 (4) C-2, pp35-36, 2000.9
- 2) 陳少華，壁谷澤寿海：鉄筋コンクリート耐震壁の非適合四辺形要素によるモデル化，日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 IV C-2, pp423-424, 1999.9
- 3) 平田昌宏ほか 9 名：耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ビロティ建物の震動実験 その 1 試験体及び実験方法，日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 (4), C-2, pp705-706, 2001.9
- 4) 金裕錫ほか 9 名：耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ビロティ建物の震動実験 その 2 破壊経過および変形と外力の分布，日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 (4) C-2, pp707-708, 2001.9
- 5) 真田靖士ほか 9 名：耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ビロティ建物の震動実験 その 3 入力に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 (4) C-2, pp709-710, 2001.9

- 6) 奈良岡誠也ほか 9 名：耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ビロティ建物の震動実験 その 4 復元力特性に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 (4) C-2, pp711-712, 2001.9
- 7) 津野靖士ほか 7 名：耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ビロティ建物の震動実験 その 5 加速度計の計測精度に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 (4) C-2, pp713-714, 2001.9
- 8) 岡本伸：鉄筋コンクリート造実大 7 層建物の建設とその弾性性状一日米共同耐震実験研究 (その 1)，日本建築学会構造系論文報告集，366 号，pp76-84, 1986.8
- 9) 芳村学ほか 3 名：鉄筋コンクリート造実大 7 層建物の弾塑性解析と 1 質点置換による仮動的実験方法一日米共同耐震実験研究 その 2-1，日本建築学会構造系論文報告集，372 号，pp55-64, 1987.2
- 10) 上之菌隆志ほか 3 名：鉄筋コンクリート造実大 7 層建物の仮動的実験一日米共同耐震実験研究 その 3-1，日本建築学会構造系論文報告集，377 号，pp64-72, 1987.7
- 11) 中田慎介ほか 3 名：鉄筋コンクリート造実大 7 層建物の補修後実験一日米共同耐震実験研究 その 4-1，日本建築学会構造系論文報告集，388 号，pp77-85, 1988.6
- 12) 芳村学ほか 2 名：鉄筋コンクリート造実大 7 層建物実験におけるはり・柱部材の弾塑性挙動一日米共同耐震実験研究 その 5-1，日本建築学会構造系論文報告集，391 号，pp27-35, 1988.9
- 13) 芳村学ほか 2 名：鉄筋コンクリート造実大 7 層建物実験における耐震壁の弾塑性挙動一日米共同耐震実験研究 その 6-1，日本建築学会構造系論文報告集，401 号，pp59-66, 1989.7
- 14) 勅使川原正臣，楠浩一，加藤博人，斎藤大樹：中央構面に連層耐震壁を有する 1×2 スパン 6 層 RC 造試験体の仮動的実験における試験体特性と加力方法，日本コンクリート工学協会年次論文集，2004.7
- 15) 中島正愛，石田雅利，安藤和博：サブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法ーサブストラクチャ法を用いた仮動的実験の開発ー，日本建築学会構造系論文集，No. 417, pp.107-118, 1990.11
- 16) 日本建築学会，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説ー許容応力度設計法ー1999, 1999.11
- 17) 楠浩一，勅使川原正臣：リアルタイム残余耐震性能判定装置の開発のための加速度積分法，日本建築学会構造系論文集，No.569, pp.119-126, 2003.7
- 18) 岡野裕，勅使川原正臣，向井智久，楠浩一：中央構面に連層耐力壁を有する 1×2 スパン 6 層 RC 造試験体の仮動的実験による損傷過程、日本コンクリート工学協会年次論文集，2004.7
- 19) 日本建築学会，鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11

(2005年8月3日原稿受理，2006年1月25日採用決定)